

組杭式鋼矢板工法の現場実験について

Field Experiment on Steel Sheet Pile Wall Construction by the Interlocking Method

組杭式鋼矢板工法の現場実験について

が浅ければ木柵による仮護岸工法が採用されていたが、最近のように水深が5～6 mで延長も3000

板壁を支持するもので、この種の構造体のうち最も単純な型式のものである。鋼矢板を1本の杭と

3. 由良港防波堤における現場実験

の良港である。

組杭式鋼矢板工法は Fig. 1 に示すように由良

港の漁船係留地を防護するために建設される防波

堤の構造は、組杭式鋼矢板工法によるものである。

3.1.1 実験場所

(1) 位置

実験を行なった組杭の位置を示す。

(2) 地盤状況

Fig. 3 に実験位置付近の現海底面 -8.0m か

3.1.2 実験体

壁体としての鋼矢板には KSP-Ⅲ を用い、その背後で支持する組杭は H-400×400×13

(1) 実験体の構造

実験を行なった由良港南防波堤の標準断面図を Fig. 4 に示す。組杭間隔は 2.0m で設計されて

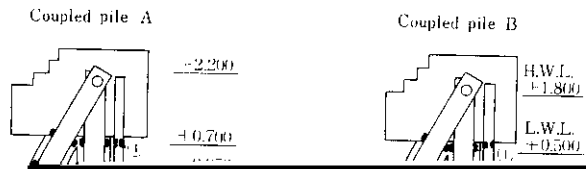
×21を採用した。これらは設計波圧から決定された断面形状である。防波堤の延長 4.0m では有効幅 40cm の鋼矢板が10枚必要であるが、このうち

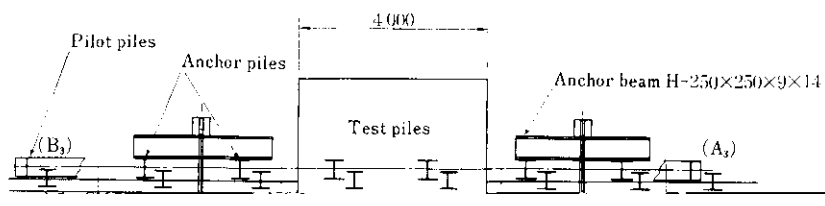
ルになるまで研磨したのち、アクティブゲージを接着する。つぎにゲージの周囲を直径 10cm 程度のゴムリングで枠をつくり、その中へアラルダイト AW-12 (スイス：チバ社製) を充填する。そしてアラルダイトが硬化する前にあらかじめダメージゲージを貼付しておいた鋼片をその中へ埋込む。その時部材変形の影響を回避するため、ダメージゲージはアクティブゲージと直角方向となるよ

Araldite

杭打込み時におけるゲージやリード線の破損を防ぐため、Fig. 6 に示すようにみぞ形鋼 $100 \times 50 \times 5 \times 7.5$ 、長さ 8.0m をゲージプロテクターとして部材に溶接した。なお溶接のときリード線が高熱によって断線することを避けるためリード線に石綿を巻きつけた。

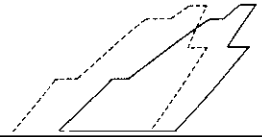
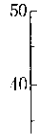
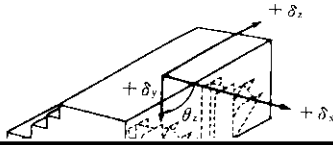
このようなみぞ形鋼を溶接することによって実験部材の断面性能は変化することになる。この点に関して一般には曲げおよび軸力検定試験によって確認されなければならないが、ここでは部材断







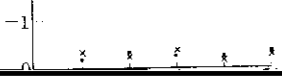
あり、実験を2日間にわたって継続して行なうことは困難であることから、実際には荷重1段階につき10min間で5/100mm以内、または最小待機時間約40minを安定条件とした。また除荷の



50l



central
segment
(mm)



• DG No.9
x DG No.10

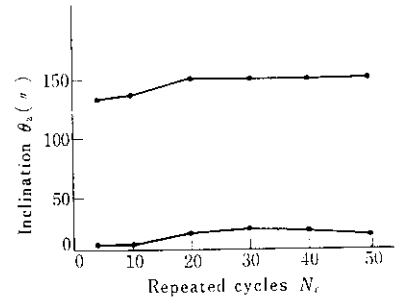
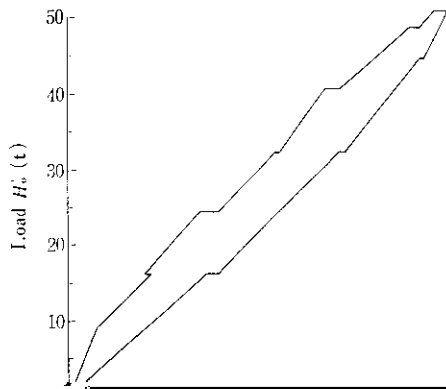


Fig. 19 Inclination and repeated cycles

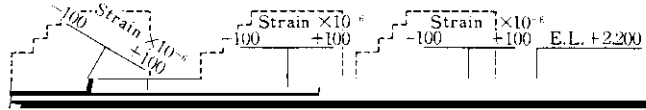
Fig. 15 に示した鉛直方向の基動からある程度

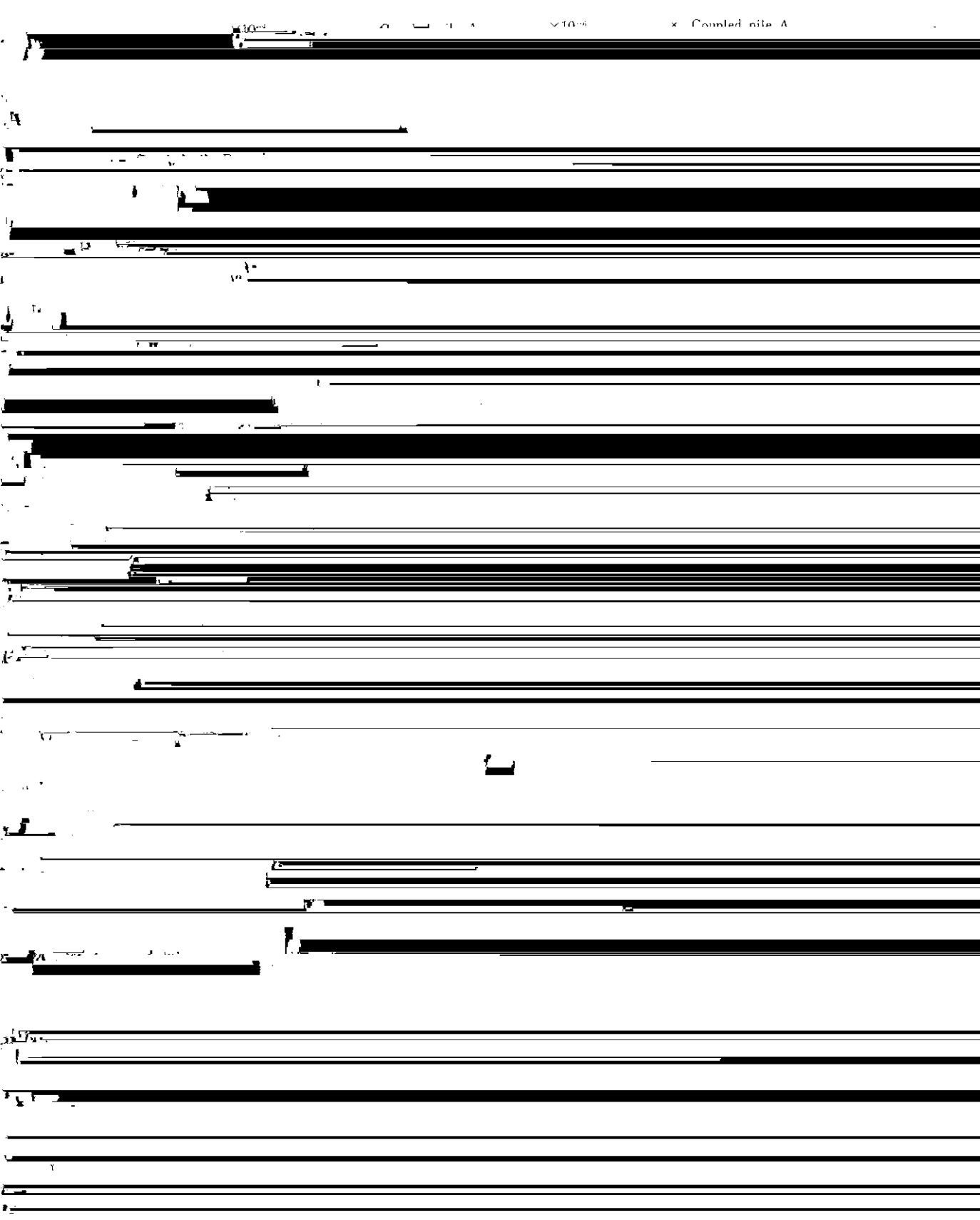
Inclination θ_2 (°)

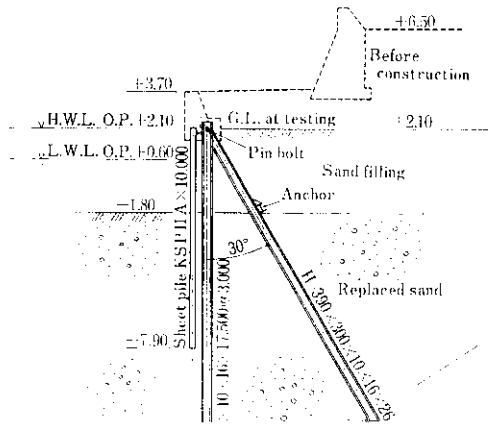
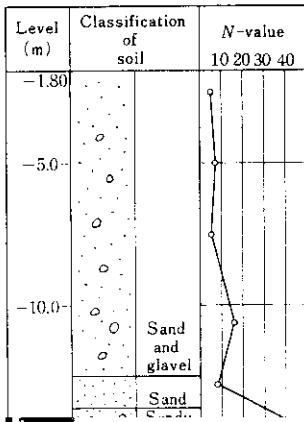
Fig. 19 は亦位の場合と同様、傾斜による回転

Fig. 18 Inclination of top

角と繰返し回数との関係を示したものであるが、







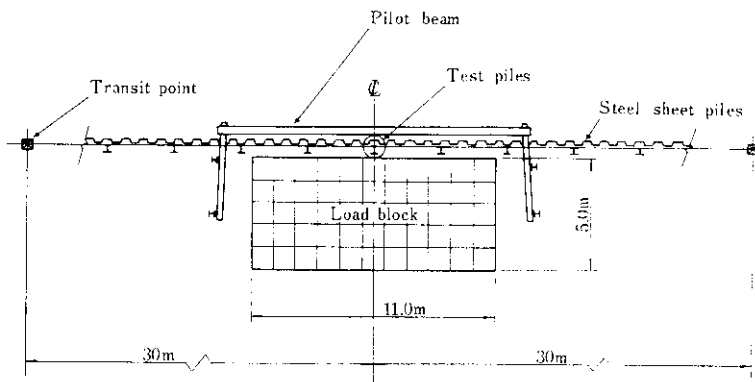


Fig. 25 Testing equipment

に打込んだ2本の杭にH形鋼（H-300×300×10×15）を固定し、その梁を基準として精度 1/100 mmのダイヤルゲージで測定した。測定した方向は杭の軸方向と杭の軸方向の垂直方向

ージで変位を測定する。

Photo. 2 に変位測定状況を示す。

4.2 実験結果および考察

である。

コンクリートブロックによる最大荷重は 5.2t/m^2 としたが、この荷重は実験時における背面土のレベルから完成時のレベルまでの盛土による地震時

4.2.1 荷重と変位の関係

Fig. 26 に組杭頭部に作用する荷重と水平変位との関係を示す。この荷重はコンクリートブ

q : 上載荷重 (t/m^2)

h_a : 壁高 (ここでは $h_a=4.1m$ とした)

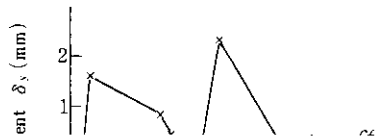
l_c : 組杭間隔 (ここでは $l_c=3.0m$)

(5)式に $q=2.3, 4.6, 5.2t/m^2$ を代入すればそれぞれ $H_0=3.9, 7.9, 9.3t$ が得られる。

また Fig. 26 においては $H_0=3.9t$ では載荷してから 15min, $H_0=7.9t$ では 2hr 経過後の値を示した。この図より変位量としては最大荷重において 6.0mm 程度で、壁高 4.1m との比をとると 1/680 となり比較的少ないが、 $H_0=7.9t$ から 9.3t までの間にかなり変位が増大している。

水平変位より大きく変動している。このような変動の原因については、潮位差による土圧の変動や長時間の日照による基準梁の熱変形などが考えられる。

しかしながら、いずれの変位も約 70hr の全体をとおしてみればほぼ安定しており、構造物としては特に問題はないと思われる。



.....

.....

..... 租方相安キアデ、ノ理論レトフ社管統、

..... 既、持語レ以体ノ同相在、止、止、止、

比較検討することを試みた。

ーメント (t·m/rad)

..... 派字：- 1 止直括 止直括止、

$$M'_{\max i} = H_i \cdot h'_i \cdot \phi_m (\beta h'_i)$$

$$\phi_m (\beta h'_i) = \frac{\sqrt{(1 + 2\beta h'_i)^2 + 1}}{2\beta h'_i}$$

5.2.1 杭軸直角方向のバネ常数

$$h'_i = h_i + \frac{M_i}{Q_i} \cdot \exp\left(-\tan^{-1} \frac{1}{1 + 2\beta h'_i}\right)$$

で表わされる。

$$p = E_s \cdot d \tag{17}$$

ここに p : 地盤反力

E_s : 地盤のせん断弾性係数

d : 地盤の変位量

Table 6 Spring constant by Chang

Type of top connection		K_1 (t/m)	K_2, K_3 (t/rad)	K_4 (t·m/rad)
Fixed type	Case of $h_1 \neq 0$	$\frac{12EI_1}{h_1^3 \bar{\psi}(\beta h_1)}$	$K_1 \cdot \frac{\lambda}{2}$	$\frac{4EI_1}{\lambda} \cdot \frac{\psi(\beta h_1)}{\bar{\psi}(\beta h_1)}$
	Case of $h_1 = 0$	$4EI_1 \beta^3$	$2EI_1 \beta^2$	$2EI_1 \beta$
Hinge type	Case of $h_1 \neq 0$	$\frac{3EI_1}{h_1^3 \psi(\beta h_1)}$	0	0
	Case of $h_1 = 0$	$2EI_1 \beta^3$	0	0

$$\lambda = \frac{1 + \beta h_1}{\beta}$$

$$\bar{\psi}(\beta h_1) = \frac{(1 + \beta h_1)^2 + 2}{(\beta h_1)^3}$$

$$\psi(\beta h_1) = \frac{(1 + \beta h_1)^2 + 0.5}{(\beta h_1)^3}$$

D : Width of a pile
 E_s : Modulus of elasticity of soil ($=k_n \cdot D$)
 E : Young's modulus
 I_1 : Moment of inertia

用上十分であるとされている。

$$\beta = 4 \sqrt{E_s / 4 E I_1}$$

(a) 引抜力の場合

引抜力による杭のせん断係数 E_s とトポグラフィカル係数 R

杭に引抜力が作用する場合はほとんど杭周面の β の決め方にはいろいろあるが、ここではつぎに示

したが、 n_0 は、 $n_0 = \frac{1}{3} \cdot \frac{1}{\beta} \cdot \frac{\tan^{-1}(\beta h_i + 1)}{\beta h_i - 1}$

する。

$$n_0 / 3 \cdot \{ 1 / \beta \cdot \tan^{-1}(\beta h_i + 1) / (\beta h_i - 1) \}$$

$$= 4 EI_1 \beta^4 \dots \dots \dots (27)$$

$$\therefore 12 EI_1 \beta^5 n_0 = \tan^{-1}(\beta h_i + 1) / (\beta h_i - 1)$$

$$\cdot \{ 1 + 0.39 \times 7.2 \}^3 + 1/2 \} / \{ (1 + 0.39 \times 7.2)^3 + 2 \} = 5580 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$= 5.58 \times 10^9 \text{ t} \cdot \text{cm}$$

$$K_{11} = 5.04 \times 10^9 \text{ t} \cdot \text{cm}$$

.....(28)

(29) 式に杭の曲げ剛性 EI_1 と載荷高 h_i を代入し

以上の K_{11} , K_{21} および K_{41} については計算図表^{6,23)} が作成されており、それを使用すれば便利

式は図表^{6,23)} によって解くと便利である。

(2) 頭部ヒンジの場合のバネ常数の計算

$$\frac{EI_1}{L^3} \cdot \frac{1}{\beta} \cdot \frac{\tan^{-1}(\beta h_i + 1)}{\beta h_i - 1}$$

(3) 頭部剛結の場合の頭部変位の計算

(1) バネ常数の計算

式(10)に係数と $H_0 = -25.0$ t を代入する

式(11)の場合 (21) (20) 式より

を代入すると

$$K_{11} = K_{21} \sin^2 \theta_2 + K_{22} \cos^2 \theta_2 = 51.9$$

$$C_s = 1.2 \times 10^5 \times 1750^{-1.5} = 1.64$$

$$b_s = 25k\alpha / \text{cm}^3$$

$$a_{12} = (K_{12} - K_{21}) \sin \theta_2 \cos \theta_2 = -88.7$$

$$a_{13} = -K_{21} - K_{22} \cos \theta_2 = -1458$$

$$K_{21} = K_{22} \cos^2 \theta_2 + K_{21} \sin^2 \theta_2 = 51.9$$

$$A_s = 39 \times 30 = 1170 \text{cm}^2$$

$$\gamma = 1170 \times 25 \times 1750 / 136 \times 2.1 \times 10^5$$

$$= 0.17\alpha$$

$$a_{23} = -K_{22} \sin \theta_2 = -348$$

$$a_{33} = K_{41} + K_{42} = 10.6 \times 10^5$$

$$\alpha = 1750 \times \sqrt{1.64 \times 138 / 136 \times 2.1 \times 10^5}$$

$$= 1.56$$

$$K_{v1} = 2.37 \times 10^5 \text{kg/cm} = 237 \text{t/cm}$$

さらに (10) 式に係数と $H_0 = -25.0$ t を代入する

クリープをみても水平方向に比べてかなり複雑な様相を呈している。組杭の軸方向に関するこのよ

うな関係は、 $54.0=1:1.45:2.12$ となる。この比率は組杭が軸方向力だけで抵抗する場合の比 $1:\sqrt{3}:2$